

фибра в диапазоне 600 г/м^3 ($X_1 = 1$); ферросилиций на верхнем уровне – 10 м.ч. ($X_2 = +1$) и при введении крупного песка ($X_3 = 1$). Композит такого состава имеет расплыв смеси $D = 167,8 \text{ мм} > D = 160 \text{ мм}$ и водоотделение $W_{\text{out}} = 1,13\% < W_{\text{out}} = 2\%$, что удовлетворяет требованиям к нормируемым критериям качества. Уровни оптимизируемых критериев композита – прочность на растяжение при изгибе $R_{\text{btb}} = 6,63 > R_{\text{btb.M}} = 5,35 \text{ МПа}$, критический коэффициент интенсивности напряжений $K_{\text{Ic}} = 0,28 > K_{\text{Ic.M}} = 0,26 \text{ МПа}\cdot\text{м}^{0,5}$ и водонепроницаемость $W = 6,08 > W_{\text{M}} = 4,35 \text{ МПа}$.

Методы компьютерного материаловедения позволяют находить рациональные инженерные решения при разработке и исследовании новых многокомпонентных строительных материалов. Предложенная методика полезна при исследованиях фиброармированных композитов в частности, для устройства буроинъекционных свай, применяемых для усиления фундаментов в водонасыщенных грунтах. В вычислительном эксперименте выделяются локальные поля свойств, получается информация о связи поведения выбранного критерия с другими свойствами, выявляются рецептурные ресурсоэкономные зоны.

1.Ляшенко Т.В. Поля свойств строительных материалов (концепция, анализ, оптимизация): Дисс. ... д-ра техн. наук. – Одесса, 2003. – 449 с.

2.Вознесенский В.А., Ляшенко Т.В. ЭС-модели в компьютерном строительном материаловедении. – Одесса: Астропринт, 2006. – 115 с.

3.ЭВМ и оптимизация композиционных материалов / В.А.Вознесенский, Т.В.Ляшенко, Я.П.Иванов, И.И.Николов. – К.: Будівельник, 1989. – 240 с.

4.Бичев И.К. Изучение влияния дисперсного армирования и модифицирующих добавок на технологические показатели буроинъекционных свай // Вісник ОДАБА. Вип.26. – Одеса: Зовніш-рекламсервіс, 2007. – С.76-83.

Получено 16.08.2007

УДК 624.046 : 624.012.25

О.О.ДОВЖЕНКО, канд. техн. наук, Н.М.ПІНЧУК, Т.М.МИРКО

Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

МІЦНІСТЬ ЦЕГЛЯНОЇ ТА АРМОЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ МІСЦЕВОМУ ЇЇ СТИСНЕННІ

Виконано огляд сучасних експериментальних і теоретичних досліджень міцності кам'яної кладки. Наводяться результати експериментального дослідження міцності цегляних та армоцегляних стінок при центральному односторонньому місцевому стисненні.

Кам'яні конструкції характеризуються високою міцністю, вогнестійкістю, екологічністю, архітектурною виразністю, малими експлуатаційними витратами та доступністю для більшості споживачів.

Природний камінь і сировина, з якої виготовляється штучне каміння, широко розповсюджені на території України, тому останнім часом застосування конструкцій з цегли набуло масового характеру.

У практиці будівництва та реконструкції будівель часто зустрічається випадок напружено-деформованого стану кам'яної кладки – місцеве стиснення (зминання). У таких умовах працює кладка під опорами прогонів, балок, ферм, плит перекриття, що спираються не по всьому перерізу, а лише на частину стіни або стовпа. Місцеве стиснення виникає у верхніх перерізах фундаментів, які ширші від перерізу стіни чи стовпа, а також при спиранні простінків на стрічку кладки стіни.

Одним з методів підсилення кам'яних конструкцій є застосування сіток з арматури Ø3-6 мм класу А-I, Вр-I з розмірами чарунки від 3×3 до 10×10 см. Для ефективної роботи сітки треба вкладати не рідше ніж через п'ять рядів кладки по висоті.

Розрахунок кам'яних та армокам'яних конструкцій при дії місцевого стиснення, згідно з діючими нормами [1], базується на емпіричній залежності, запропонованій Баушингером. Відповідно до неї визначальними факторами міцності є розрахунковий опір кладки стисненню R і відношення так званої «розрахункової» площі A до площі зминання A_c . Однак величина «розрахункової» площі є умовною (не має чіткого фізичного змісту), а тому СНіП містить лише вказівки щодо її призначення для обмеженої кількості конкретних випадків зминання. Вплив армування враховується шляхом використання розрахункового опору кладки з сітчастим армуванням при осьовому стисненні R_{sk} . Застосування R_{sk} передбачає об'ємну роботу цегляної кладки, а на практиці часто кладка знаходиться в умовах плоского напруженого стану, коли арматура в площині та з площини стіни працює неоднаково. Зважаючи на очевидні недоліки нормативного розрахунку, його вдосконалення є актуальною задачею.

Дослідженню роботи кам'яних конструкцій значна увага приділяється на кафедрі ЗБ і КК та ОМ Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка.

С.Л.Шаповал [2] випробовувала цегляні стінки, що зазнавали місцевого стиснення для двох випадків прикладання навантаження: на всю ширину перерізу стіни посередині її довжини і на край елемента по всій ширині перерізу. Навантаження всіх зразків здійснювалося штампом одного розміру.

Згідно з експериментальними даними, руйнування стінок першої

серії відбувалося за двома випадками. В одних зразках спочатку утворювалася похила наскрізна тріщина, яка розповсюджувалася від грані штампа до нижнього кута зразка, нахил її до вертикалі становив $12 \div 20^\circ$. Зі збільшенням навантаження під штампом з'являлася ділянка кладки, де цегла починала вилущуватися. Руйнування зразка відбувалося крихко внаслідок утворення наскрізної вертикальної тріщини посередині зрізаної піраміди під штампом.

Для зразка з довжиною в два рази меншою за попередній руйнування відбувалося без утворення похилої тріщини. Стінка втратила несучу здатність внаслідок вилущування цегли під штампом і виникнення наскрізної вертикальної тріщини посередині зразка по всій його висоті.

Методика розрахунку міцності цегляних плосконапружених елементів при місцевому завантаженні, запропонована в [2], базується на статичному принципі граничної рівноваги. Вона враховує характеристики міцності кладки на розтяг і зсув, розміри конструкцій та площі прикладання навантаження. Однак, в основу методики покладена дуже спрощена умова міцності кам'яної кладки, крім того для бетону доведено, що зріз як форма руйнування і напружений стан не співпадають [3] і не можна нормувати опір бетону зрізові. Оскільки цегляна кладка, як і бетон, відноситься до кам'яних матеріалів, то, мабуть, не існує такої міцнісної характеристики і для кам'яної кладки.

Новий напрямок у дослідженнях кам'яних конструкцій, запропонований В.П.Митрофановим та О.О.Довженком [4], полягає у застосуванні варіаційного методу теорії пластичності бетону до розрахунку міцності кам'яної кладки при місцевому стисненні. На основі цього методу отримані рішення задач міцності при зминанні плоских кам'яних елементів при центральному та крайовому прикладанні стискаючого навантаження.

Отримані залежності є точнішими у порівнянні з нормативними за рахунок врахування дійсного напружено-деформованого стану в кожному конкретному випадку зминання. Це врахування здійснюється за допомогою відповідної кінематичної схеми руйнування, яка відображає специфіку конкретної задачі, та введенням у розрахунок ряду факторів: відношення довжини прикладання місцевого навантаження до висоти зразка ($\alpha = l_{loc}/h$), сил тертя між поверхнею зразка та поверхнею завантаження, міцності кладки на розтяг, окрім міцності на стиск та ін.

Метою подальших досліджень є отримання нової експериментальної інформації щодо міцності кам'яної кладки при центральному

односторонньому зминанні для плоских елементів залежно від відношення α та армування.

Для досягнення поставленої мети була виготовлена серія з шести стінок розмірами $h \times b \times l = 105 \times 25 \times 105$ см, три з яких були цегляними, а три – армованими сітками з дроту $\varnothing 4$ мм Вр-I і розмірами чарунки 5 см. Сітки вкладали через три ряди по висоті кладки (рис.1, а). Кожну пару зразків випробовували на центральне одностороннє зминання штампом відповідного розміру: $l_{loc1} = 10$ см, $l_{loc2} = 15$ см, $l_{loc3} = 25$ см, при цьому $\alpha_1 = 0,01$, $\alpha_2 = 0,14$, $\alpha_3 = 0,24$ (таблиця).

Результати випробування дослідних зразків

Шифр зразка	Марка цегли	Марка розчину	$\alpha = \frac{l_{loc}}{h}$	Граничне навантаження N_u^{test} , кН	$R_{loc} = \frac{N_u^{test}}{bl_{loc}}$, МПа
13ЦЦ-0,01	М50	М50	0,01	248	9,92
13ЦЦ-0,14			0,14	286	7,63
13ЦЦ-0,24			0,24	600	9,60
13АЦ-0,01			0,01	478	19,12
13АЦ-0,14			0,14	556	14,83
13АЦ-0,24			0,24	1000	16,00

* Зразки з шифром ЦЦЦ – цегляні, АЦЦ – армовані арматурними сітками.

Для вимірювання деформацій поздовжньої арматури сіток 1, 3, 5 рядів на стрижні наклеювали тензорезистори з базою 5 мм, які розміщували попарно з обох сторін арматурного стрижня (нижні 1,2,...14; верхні 1',2',...14'), як показано на рис.1, б. Зовнішню поверхню цегляних зразків оштукатурювали цементно-піщаним розчином для кращого спостереження за поведінкою зразка під навантаженням. У зоні можливого розташування тріщин на поверхню зразка наклеювали тензорезистори типу ПКБ базою 50 мм. Деформації реєстрували приладом АВД-4.

Випробування проводили на 500-тонному гідравлічному пресі типу ПГ-500.

Характер руйнування цегляних та армоцегляних зразків принципово не відрізнявся (рис.2). У процесі навантаження всіх зразків під поверхнею штамп утворювався клин ущільнення, від вершини якого починалися тріщини розколювання. У зразках з довжиною штамп $l_{loc1} = 10$ см (13ЦЦ-0,01 і 3АЦ-0,01) в момент, що передував руйнуванню, утворювалася і миттєво розповсюджувалася похила тріщина від вершини клина до нижнього кута зразка.

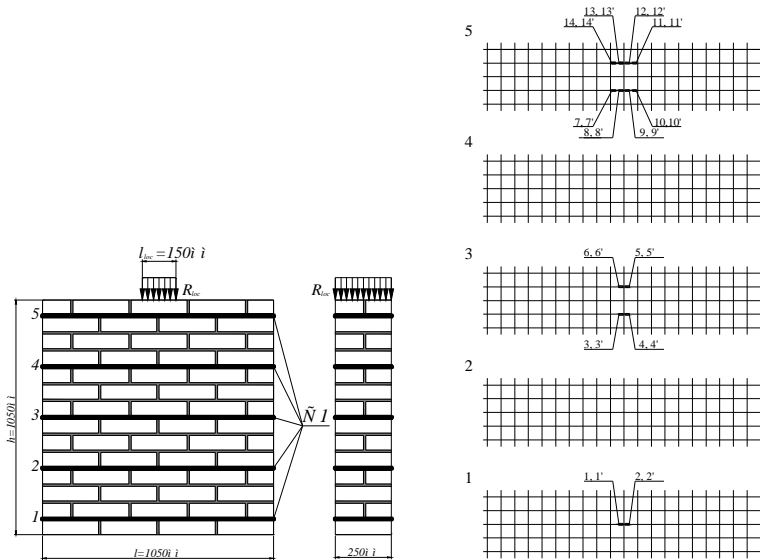


Рис.1 – Армоцегляна стінка 13АЦ-0,14:

a – схема армування; *б* – схема розташування тензорезисторів на арматурі сіток.

Відповідно до експериментальних даних армування та параметр α суттєво впливають на міцність зразків, принципово не змінюючи характер їх руйнування.

В ході експериментального дослідження армоцегляних стінок було виявлено, що першими включаються в роботу поздовжні стрижні арматурної сітки верхнього ряду при навантаженні $0,3-0,4 N_u$, потім стрижні 3-го ряду при навантаженні $0,4-0,5 N_u$ та 1-го ряду при $0,6-0,7 N_u$. У результаті аналізу залежностей « $N/N_u - \varepsilon_s$ » (рис.3) встановлено, що арматура верхньої сітки на момент руйнування зазнає граничних деформацій, які відповідають межі текучості. Арматурні стержні в сітках нижнього ряду останніми включаються в роботу і на момент руйнування неповністю вичерпують свій ресурс.

Отримані результати дозволяють зробити наступні висновки:

1. Характер руйнування цегляних та армоцегляних стінок при центральному односторонньому зминанні принципово не відрізняється. В процесі навантаження зразка під поверхню штамп утворюється клин ущільнення, від вершини якого починаються тріщини розколювання.

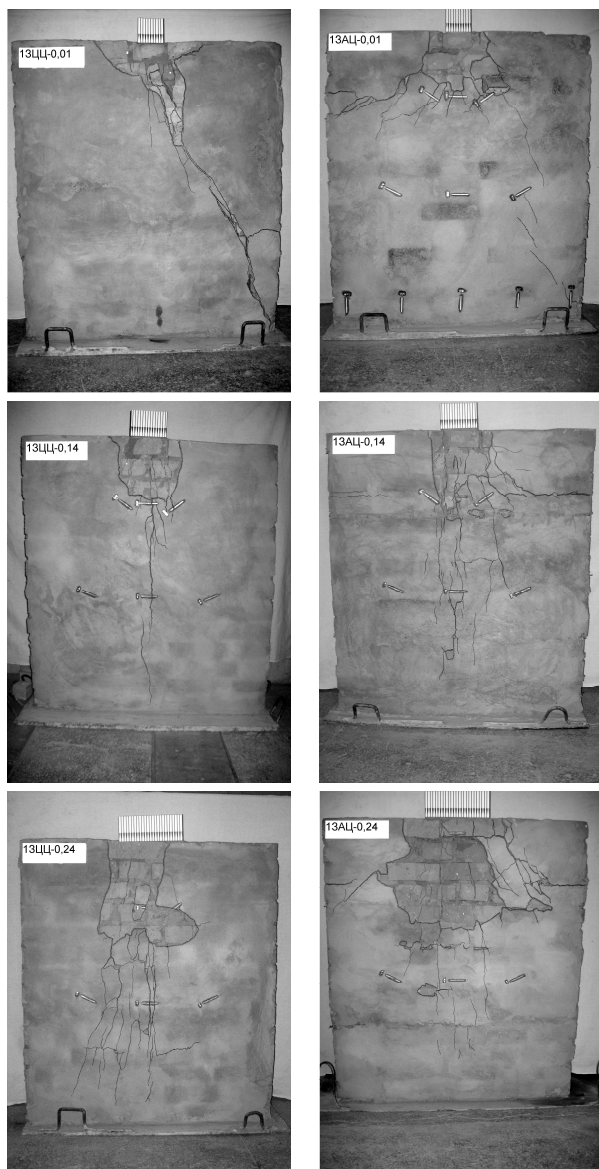


Рис.2 – Характер руйнування дослідних зразків

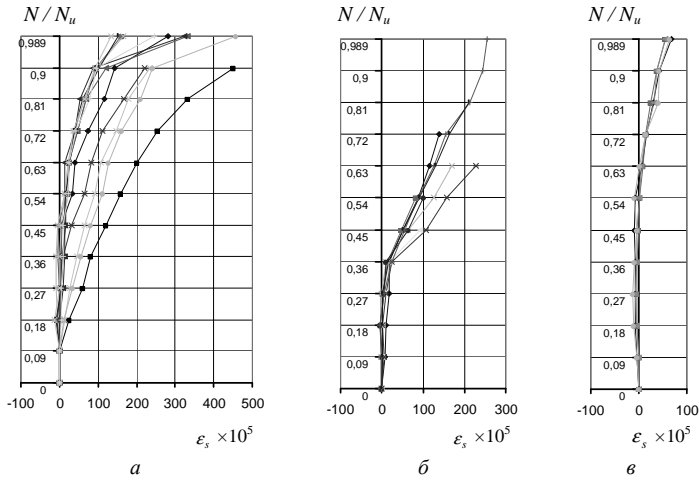


Рис.3 – Графіки деформацій в поздовжніх рядах сіток зразка ІЗАЦ-0,14:

а – сітка №5
б – сітка №3
в – сітка №1

—●— 14 —■— 14' —▲— 13 —□— 13' —◆— 12 —— 11'
—■— 9 —▲— 9' —□— 8 —□— 8' —●— 7 —— 7'
—◆— 2 —■— 2' —▲— 1 —□— 1' —◆— 4' —— 3 —— 3'

2. Армвання цегляної стінки суттєво підвищує її несучу здатність.

3. Зі збільшенням відношення $\alpha = l_{loc} / h$ зростає несуча здатність елемента та збільшуються розміри зони стиснення під штампом (клина ущільнення).

4. Сітки по висоті зразка працюють нерівномірно. Першою включається в роботу верхня сітка, поздовжня арматура якої в момент руйнування досягає межі текучості, останньою – нижня сітка, яка на момент руйнування неповністю вичерпує свій ресурс.

1.СНиП II–22–81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 39 с.

2.Шаповал С.Л. Напружено-деформований стан та міцність цегляної кладки при місцевому її стисненні: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2005. – 170 с.

3.Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Полтав. гос. техн. ун-т им. Юрия Кондратюка. – Полтава, 2000. – 236 с.

4.Митрофанов В.П., Довженко О.А., Погребной В.В. Вариационный метод расчета прочности каменной кладки при местном сжатии // Строительство. Материаловедение.

УДК 620.178.3

В.А.ПУШНЯ, канд. техн. наук, М.В.ГОЛИКОВ

Харківська національна академія міського господарства

ТЕОРЕТИЧНІ ПИТАННЯ МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ ЩОДО ЗМІНЮВАНОВОГО У ЧАСІ НАВАНТАЖЕННЯ

Вирішується завдання про збудження заданих режимів коливань на електродинамічному стенді для проведення випробувань виробів на навантаження, що загасають у часі за заданим законом.

При вібраційних випробуваннях конструкцій та апаратури на рухомій основі виникає задача [2, 4] про одержання заданої форми її руху. В реальних умовах на конструкції або апаратуру впливають навантаження складної форми, викликані вібрацією двигуна, сейсмічним збурюванням або іншими кінематичними впливами. Відтворення останніх у лабораторних умовах представляє значні труднощі [1], тому розглянемо найпростіші види динамічного навантаження – гармонійні загасаючі коливання й ударні впливи.

На рис.1 наведено приклади осцилограм перевантажень. Згідно з рис.1 та іншим експериментальним матеріалом, можна вважати, що багато осцилограм досить близькі до загасаючої синусоїди з майже рівними між собою інтегралами між точками перетинання осцилограми з віссю абсцис, також є тип, що спочатку має різкі зміни амплітуд, а далі також схоже на загасаючу синусоїду. І, нарешті, осцилограми довільного вигляду, де не проглядається яка-небудь закономірність. Досліджуваний виріб досить часто треба піддати деякому навантаженню, у загальному випадку далеко не схожому на процес загасання гармонійних коливань. Технічно важко створити довільний зовнішній вплив або рух платформи випробувального стенда і доцільно ставити завдання про наближене відтворення експериментально замірених перевантажень (рухів) або про одержання певних перевантажень у деякі обрані моменти часу [3].

Для визначення теоретичних можливостей відтворення навантажень або переміщень, загасаючих у часі за заданим законом, розглянемо найпростіший випадок – лінійну систему з одним ступенем вільності. До такої умовної схеми можна прийти, наприклад, коли з'єднання випробуваного виробу з платформою стенда досить жорстке й остання може робити вільні коливання і бути під впливом кінцевого числа імпульсів (рис.2) [2, 4]. Якщо випробовується зразок, то його жорсткість